

COMITÉ NACIONAL ESPAÑOL DE GRANDES PRESAS

PRESA DE ENCISO: ENSAYO DE RESISTENCIA AL CORTE "IN SITU" DEL CIMIENTO

Manuel Allende Álvarez¹

Carlos Blas Tejada²

Antonio Soriano Martínez³

Antonio Soriano Peña⁴

RESUMEN: En el Proyecto de Construcción de la presa de Enciso se indica justificadamente que el modo crítico de rotura es el deslizamiento a favor del plano de contacto presa-cimiento, no resultando plausible una rotura del cimiento a favor de los planos de estratificación del macizo rocoso. Durante las excavaciones se observaron ciertos condicionantes (milonito entre juntas de estratificación, pendiente hacia aguas abajo del plano de apoyo de algún bloque) que motivaron la realización de nuevos estudios de seguridad frente al deslizamiento del cuerpo de presa. Estos nuevos estudios pusieron de manifiesto que, adoptando la resistencia del cimiento establecida en el Proyecto de Construcción y suponiendo la existencia de las superficies de debilidad observadas en las excavaciones, la rotura de la presa a través del cimiento podría resultar crítica. Además se concluía que las resistencias consideradas resultan suficientes pero no holgadas para garantizar que se obtienen los coeficientes de seguridad habitualmente utilizados en el proyecto de presas en España. Para obtener datos objetivos de las resistencias (terreno y contacto hormigón-roca) se propuso la realización de ensayos de laboratorio adicionales así como la ejecución de un ensayo "in situ" a mayor escala. Estos ensayos son los descritos en el presente artículo.

¹ Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniero Director de las Obras. Confederación Hidrográfica del Ebro

² Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Técnica y Proyectos (TYPESA). Jefe de Unidad de Asistencia Técnica

³ Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniería del Suelo S.A.

⁴ Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid

1. INTRODUCCIÓN

La presa de Enciso queda ubicada en una cerrada situada a unos 700 metros aguas arriba del municipio del mismo nombre, en la Comunidad Autónoma de La Rioja. El río sobre el que se construye la presa es el Cidacos, que nace en tierras de Soria, cerca del puerto de Oncala y discurre por las provincias de Soria y La Rioja hasta desembocar en el río Ebro. La presa cerrará una cuenca vertiente de 270 km² con una aportación media de 58 hm³/año, creando un embalse con un volumen útil de 46,5 hm³, satisfaciendo, con dicho embalse, la demanda de riego y abastecimiento de la comarca en la que se ubica.

Esta presa responde a la tipología de gravedad de planta recta, utilizando para su construcción la técnica de hormigón compactado con rodillo (HCR). La presa alcanza una altura máxima sobre cimientos de 103 metros y una longitud de coronación de 375,6 metros, siendo el paramento de aguas arriba vertical y el de aguas abajo escalonado formando un talud equivalente de 0,8H:1V.

La estructura de la roca (alternancia de limolitas y areniscas en capas decimétricas a métricas) en la zona de la cerrada presenta direcciones de estratificación paralelas al eje de la presa con buzamientos medios del orden de 20° hacia aguas abajo. En general, el sustrato rocoso se encuentra sano desde la superficie. En la margen derecha, aguas abajo del eje de presa, se encontraba un coluvión cuyo espesor fue objeto de un estudio detallado que obligó una modificación de la planta de excavaciones.

Durante la ejecución de las excavaciones se observaron dos hechos que plantearon la necesidad de realizar una revisión de la seguridad de la presa: el haber dejado, debido a la existencia del coluvión en la zona del pie de aguas abajo de la margen derecha, ciertas zonas del plano de apoyo de los bloques 8 y 10 con una pendiente hacia aguas abajo que alcanza, en algunos puntos, el 10% y, por otra parte, la existencia en el plano de apoyo de uno de los bloques centrales (bloque 2) de una banda de roca fuertemente diaclasada (tectonizada) que sigue el hilo de la estratificación.

A raíz de la revisión de seguridad efectuada se concluyó que las resistencias al corte adoptadas en el Proyecto de Construcción resultaban suficientes pero no holgadas para garantizar que se obtienen los coeficientes de seguridad que habitualmente se usan para el proyecto de presas en España. Con objeto de obtener datos objetivos de las resistencias del terreno y del contacto hormigón-roca (que podría condicionar la estabilidad) se propuso la realización de ensayos de corte y de compresión simple en testigos del contacto hormigón-roca tomados en sondeos así como la ejecución de un ensayo "in situ" a mayor escala. Estos ensayos se llevaron a cabo entre los meses de julio y octubre de 2014.

2. DATOS PREVIOS DE RESISTENCIA AL CORTE

En el Proyecto de Construcción se establecieron, como parámetros de resistencia al corte del cimiento, una cohesión de 0,5 MPa y un ángulo de rozamiento de 38,7°.

Previamente a la realización del ensayo de corte "in situ" se efectuaron sondeos en el bloque 0 con objeto de investigar la resistencia del contacto hormigón-roca. En estos sondeos se obtuvieron 3 testigos en los que el contacto hormigón-roca forma un ángulo con la horizontal mayor o igual a 45°. Con estos testigos se efectuaron ensayos de resistencia a compresión simple obteniéndose los resultados presentados en la Tabla I.

Tabla I.- Ensayos de probetas del contacto hormigón-roca

Sondeo	Inclinación contacto	RCS (Kp/cm ²)	Comentarios
S3-2	65°	64.1	Rompe por junta
S3-3	45°	347.5	Rompe bruscamente
S4-3	45°	172.3	Rompe por fisura distinta a la junta

En la Figura nº1, se representan en el plano σ - τ los datos obtenidos en los ensayos. En esa misma figura se presenta también la resistencia adoptada en el Proyecto de Construcción.

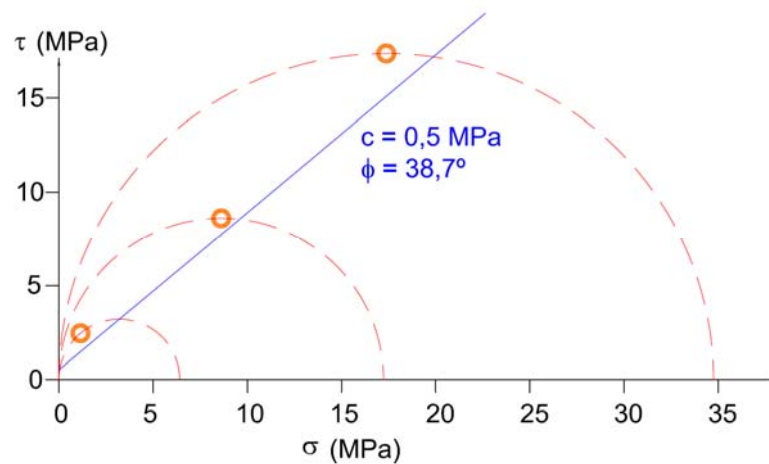


Figura nº 1.- Resultados de ensayos de compresión simple

Estos primeros datos apuntaban a una resistencia al corte del contacto hormigón-roca superior a la supuesta en proyecto.

3. ENSAYO DE CORTE "IN SITU"

3.1. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

Con el ensayo "in situ" se trata de reproducir, a una escala geométrica menor, la situación real de la cimentación de la presa. Esto puede expresarse de manera gráfica tal como se muestra en la Figura nº2.

El tamaño del ensayo ha de ser suficientemente amplio como para afectar a un volumen de roca que pueda considerarse representativa. En este caso se consideró que sería suficiente con un tamaño en planta de 1x1 metro para el dado de ensayo. También se decidió que sería conveniente realizar la prueba de carga con tres bloques con una separación entre bloques de, al menos, 40

centímetros y una separación entre los bloques y el final del área de ensayo de, al menos, 60 cm. Teniendo en cuenta esto, el área de ensayo resultó tener una longitud (sentido aguas arriba-aguas abajo) del orden de 6,5 metros y una anchura (sentido estribo-estribo) del orden de 2,7 metros. Del mismo modo se decidió que los dados a ensayar tuviesen una altura de 60 centímetros.

Se decidió efectuar este ensayo en la zona de aguas abajo del apoyo del bloque 6. Tras realizar las excavaciones necesarias para el apoyo de los dados de ensayo se efectuó una cartografía geológica de detalle así como una topografía de detalle del área de prueba.

Tras realizar la topografía de detalle del fondo de excavación se observó que el dado efectuado aguas abajo presentaba un apoyo prácticamente horizontal mientras que el plano de apoyo del dado central tenía una pendiente del orden del 12% creciente hacia aguas abajo y el plano de apoyo del dado de aguas arriba presentaba una pendiente media del 12% hacia aguas arriba.

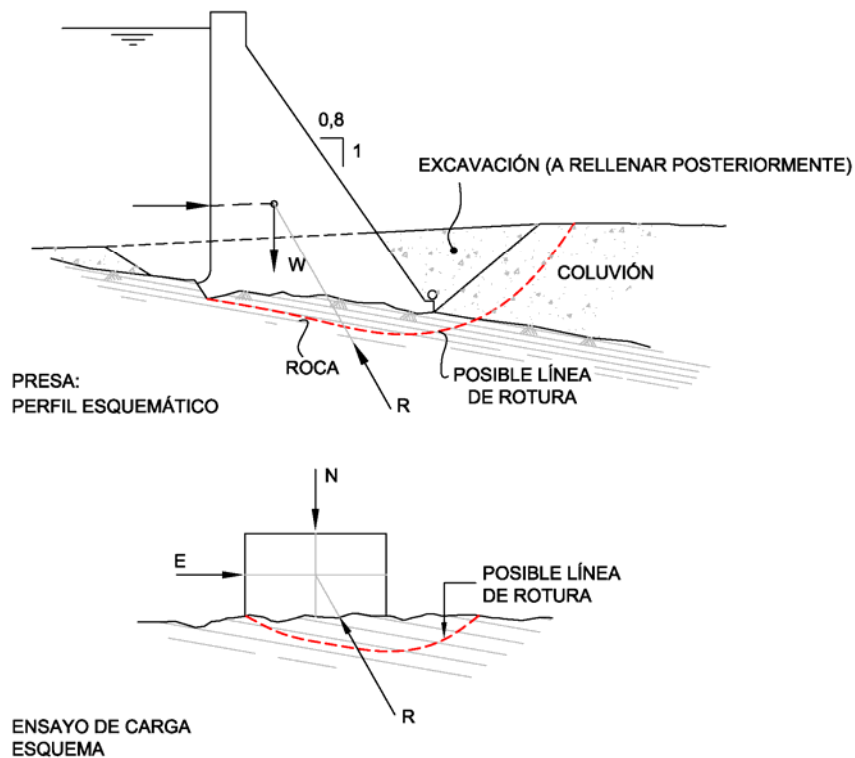


Figura nº 2.- Esquema de la presa y del ensayo de carga

Los bloques de presa que se simulan con la prueba de carga tienen una altura media de 70 metros por lo que, si se considera una densidad sumergida de $1,4 \text{ t/m}^3$, la compresión vertical efectiva máxima en la base de esos bloques sería del orden de 1 MPa.

Para reproducir esa tensión se dispone en los dados un anclaje en el centro del mismo capaz de transmitir una carga de 1000 kN al bloque.

Con los bloques finalmente ejecutados se dispone el sistema de auscultación de movimientos en los bloques. En principio se definió un sistema consistente en la disposición de tres placas en cada esquina superior de cada dado para medir con LDVT cada componente del movimiento.

Para conseguir el empuje horizontal se dispone un gato entre el dado a ensayar y el contiguo. Los dados que no se ensayan se dejan apuntalados uno contra el otro y, en su caso, contra el terreno.

Una vez dispuesto el sistema de auscultación, el aspecto que presentaba la prueba de carga es la que se muestra en la Fotografía n°1.



Fotografía 1.- Aspecto de la zona de prueba previa al inicio de la misma

3.2. PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

Para la realización del ensayo de corte "in situ" el procedimiento de carga fue el siguiente para los dados situados aguas arriba y aguas abajo:

- Con el anclaje del dado a ensayar tesado a 1000 kN y del dado central a 1500 kN se coloca el gato entre el dado central y el dado a ensayar y se apuntala el dado central con el que no es objeto de ensayo y éste último al terreno mediante puntales metálicos.
- Se introduce la carga en el gato mediante escalones de 100 kN, registrando los movimientos de manera continua. Cada escalón de carga se mantuvo hasta que se estabilizaron los movimientos con un mínimo de 5 minutos de espera entre escalones.
- Al llegar a una carga que se consideraba cercana a la rotura se efectuaba una descarga hasta 200 kN (en 4 escalones) y una posterior recarga.
- Tras efectuar los ensayos con los dados laterales, se desmontó el dado de aguas arriba y se utilizó el dado de aguas abajo apuntalado contra el terreno como reacción para la rotura de dado central. Previamente al inicio del tercer ensayo se redujo la carga del anclaje situado en el dado central a 750 kN.
- El procedimiento de introducción de la carga para el tercer ensayo (dado central) fue el mismo que en los dos primeros ensayos.

3.3. MODELOS PREVIOS

Con objeto de poder definir el ensayo, previamente a la ejecución del mismo se efectuaron una serie de cálculos preliminares sencillos en los que se estimó la carga de rotura que resultaría en dicho ensayo en caso de adoptar los parámetros resistentes de proyecto. Estos cálculos sencillos se efectuaron de dos maneras: cálculo manual y cálculo utilizando un programa comercial basado en el método de diferencias finitas en 3 dimensiones (FLAC 3D).

Los cálculos manuales se realizaron siguiendo los esquemas presentados en la Figura nº4

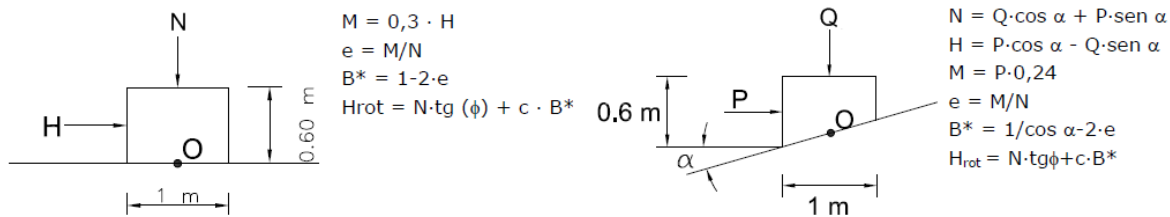


Figura nº 4.- Esquema utilizado para el cálculo manual

Para el cálculo mediante ordenador se efectuó un modelo del terreno con dimensiones de 15x5 metros en planta y 5 metros de espesor sobre el que se dispone un dado de 1x1 metros en planta y 0,6 m de altura. Para el terreno se adoptó un modelo de comportamiento elasto-plástico con criterio de rotura de Mohr-coulomb y para el dado un modelo elástico y lineal. Entre el dado y el terreno se modeliza una interfase con resistencia al corte y sin resistencia a tracción. En este cálculo se realizaron las siguientes variantes de geometría:

- Superficie de contacto entre dado y terreno horizontal
- Superficie de contacto entre dado y terreno inclinada un 12%

Adicionalmente, en el caso de contacto horizontal se realizó un cálculo adicional suponiendo que en el cimiento existen planos de debilidad que forman 21° con la horizontal con una resistencia al corte menor (modelo de juntas ubicuas).

Para efectuar los cálculos previos se utilizaron las siguientes características para los materiales:

Tabla II.- Características de los materiales

	γ_d (t/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	E (Mpa)	ν
Hormigón	2.4	--	--	30000	0.25
Cimiento	2.0	500	40	1000	0.30
Contacto	--	500	40	--	--
Juntas Ub.	--	10	25	--	--

Con estos modelos previos se obtuvieron las cargas que habría que aplicar al gato para producir la rotura en caso de que el cimiento presentase la resistencia al corte definida en proyecto. Cabe indicar que, en caso de considerar que en el cimiento no existen planos de "debilidad" (juntas con menor resistencia al corte) el mecanismo de rotura, según los cálculos efectuados, consis-

tiría en el deslizamiento del dado de hormigón (agotamiento de resistencia al corte del plano de contacto hormigón-cimiento). En caso calculado de juntas ubicuas el mecanismo de rotura sería distinto, consistiendo en el hundimiento del dado debido a la excentricidad de la carga.

En la Tabla III se muestran los resultados obtenidos en los modelos previos.

Tabla III.- Carga horizontal de rotura (kN). Cálculos previos

	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Central
Cálculo Manual	1000	1280	1010
Flac 3D	1000/800*	1300	1100

*Modelo realizado con juntas ubicuas

En el cálculo efectuado con el programa FLAC 3D se reprodujeron los escalones de carga que se emplearían en el ensayo real. Los valores que aparecen en la Tabla III corresponden al empuje del gato para el cual el modelo no converge, por lo tanto, la carga de rotura en esos cálculos estará comprendida entre el valor indicado en la tabla y 100 kN menos.

3.4. RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ENSAYO

Del ensayo se obtuvieron las gráficas de movimiento de los dados para cada escalón de carga. En la Figura n°5 se muestran los movimientos horizontales que se produjeron en cada ensayo en función de la carga aplicada mientras que en la Figura n°6 se muestran los movimientos verticales de la arista de la cara superior del dado más cercana al gato de empuje.

En las figuras se observa que el dado de aguas abajo (apoyo horizontal) es el que presenta mayores movimientos y menor carga a la que se produce la rotura.

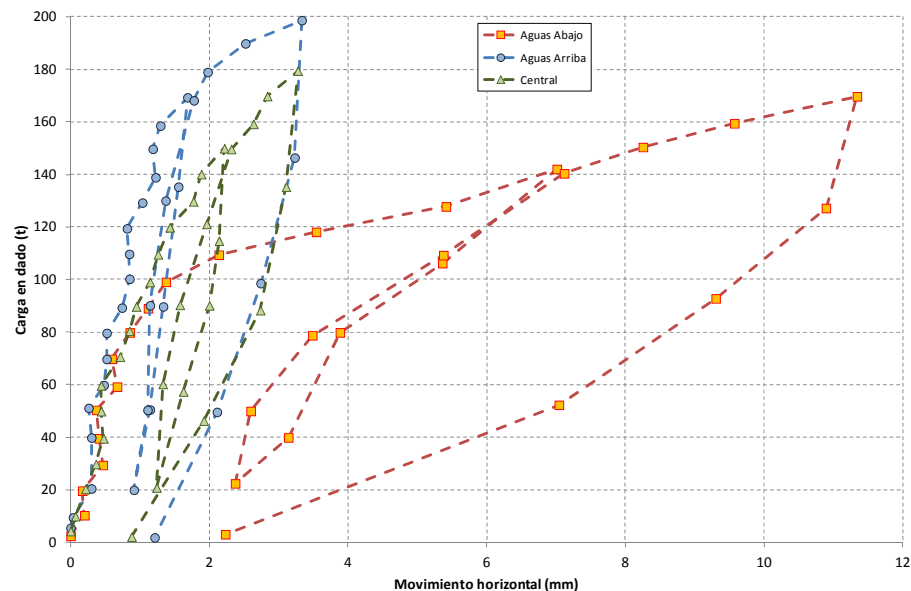


Figura n° 4.- Movimientos horizontales registrados en los ensayos

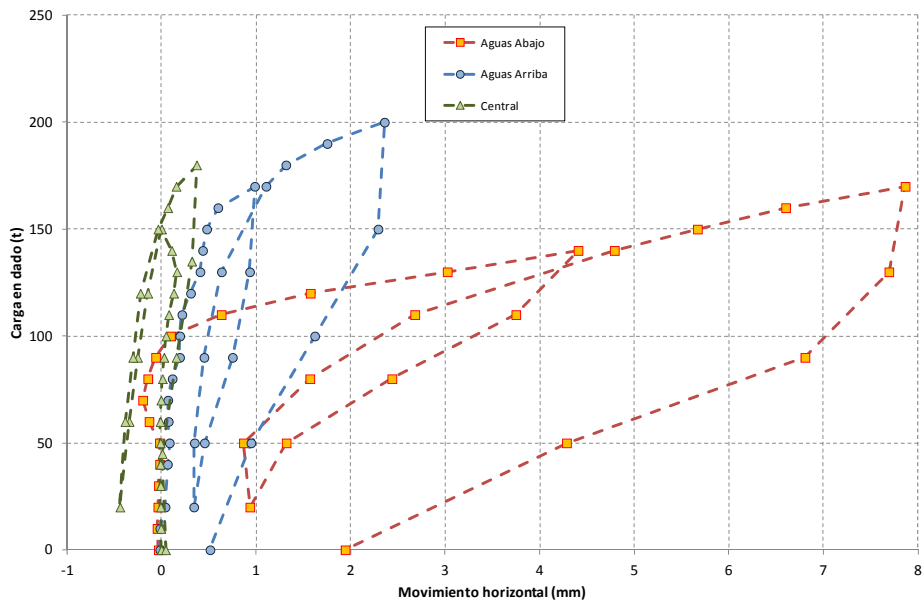


Figura nº 5.- Movimientos verticales registrados en los ensayos

Al realizar el ensayo del dado central utilizando como reacción el dado de aguas arriba (ensayado previamente) , aunque se redujo la carga vertical del anclaje, se registraron movimientos significativos en el dado de reacción por lo que, al analizar los datos obtenidos, estos datos de movimiento del dado de reacción hubieron de ser tenidos en cuenta.

En la Tabla IV se presentan las cargas registradas en los ensayos efectuados comparadas con las obtenidas en los modelos de cálculo previos. En dicha tabla se muestra la carga máxima alcanzada en el ensayo y, entre paréntesis, la carga en la que se observa un cambio en la ley carga-deformación.

Tabla IV.- Carga horizontal alcanzada en los ensayos (kN)

	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Central
Ensayo	1700(1000)	2000(1500)	1800(1400)
Cálculo Manual	1000	1280	1010
Flac 3D	1000	1300	1100

Tal como se observa en la tabla anterior, las cargas de rotura esperables fueron sobrepasadas claramente durante los ensayos, lo que indica que los parámetros resistentes del contacto hormigón-cimiento utilizados en el proyecto son conservadores.

3.5. TENSIONES TRANSMITIDAS AL CIMIENTO

El exceso de carga aplicada produjo un movimiento de vuelco importante que fue detectado tanto durante el ensayo como en el modelo tridimensional utilizado para la interpretación. Durante el ensayo no se produjo hundimiento. Este movimiento de vuelco provoca que el punto de aplicación de la carga baje, esto es, la carga ya no queda centrada en la cara del dado y se produce una variación en las tensiones transmitidas al cimiento. Particularizando para el primero de los dados ensayados (aguas abajo), si la altura de la aplicación de

la carga hubiera sido a media altura (0,3 m) el dado debería haber volcado o haberse hundido y, sin embargo, no sucedieron ninguna de las dos cosas. Se interpretó que, durante el ensayo, descendió el punto de aplicación de la carga en torno a 0,1 metros. Estos comentarios quedan reflejados en la Figura nº6.

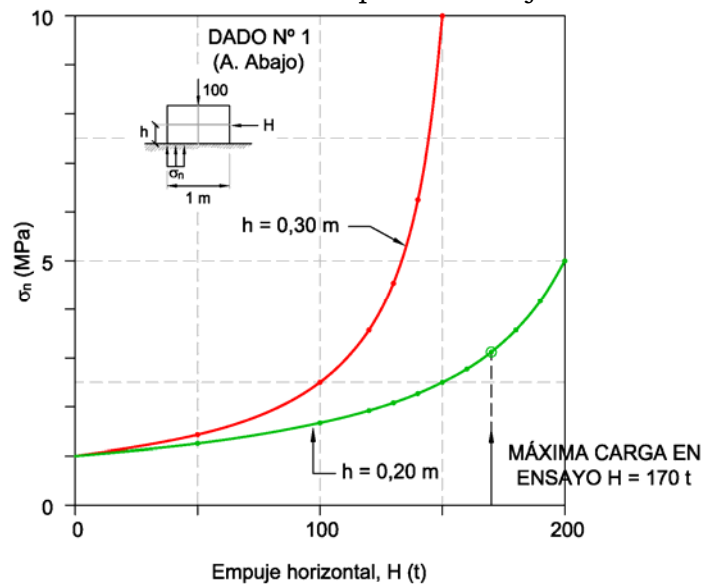


Figura nº 6.- Tensiones normales sobre la roca debidas al empuje

Teniendo en cuenta estas consideraciones se estimaron las compresiones normales y las tensiones de corte que se cree que han actuado en el contacto dado-roca comparando éstas con las que producirían el deslizamiento (o el hundimiento) correspondiente a los datos de resistencia supuestos en el proyecto.

En la Figura nº7 se muestra esta comparación introduciendo, además, los datos obtenidos en las probetas ensayadas a compresión simple.

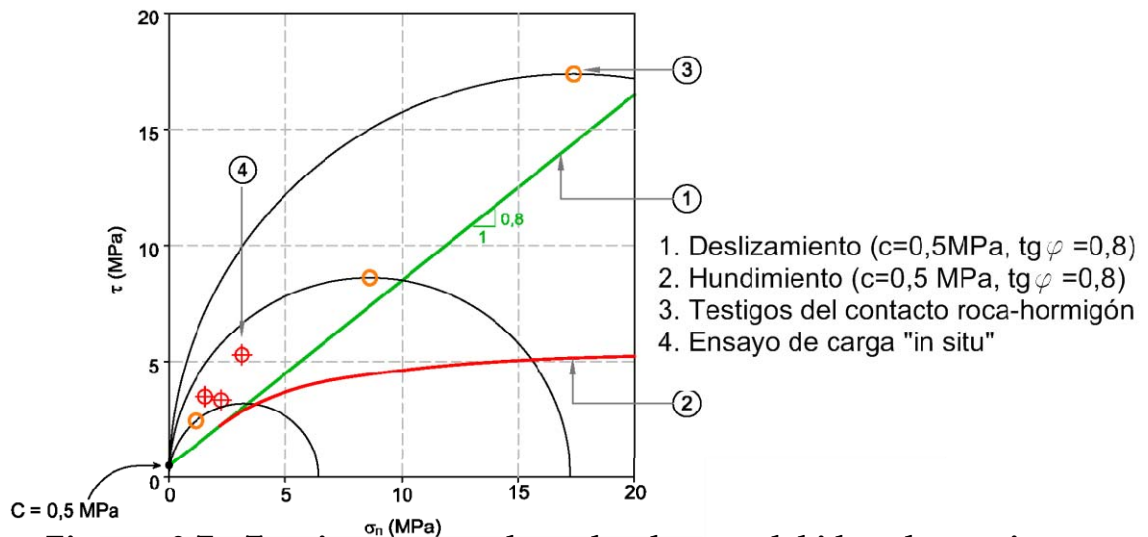


Figura nº 7.- Tensiones normales sobre la roca debidas al empuje

4. RESUMEN Y CONCLUSIONES

En el Proyecto de Construcción se determinaba la resistencia del cimiento en base a una serie de ensayos a compresión simple efectuados con testigos obtenidos en sondeos. La resistencia al corte del plano de contacto presacimiento se definió en base a referencias bibliográficas resultando finalmente una resistencia al corte consistente en una cohesión de 5 kp/cm² y un rozamiento de 38,7° ($\tan \phi = 0,8$).

Durante la realización de las excavaciones del cuerpo de presa se observaron una serie de eventos que propiciaron la revisión de la seguridad de la presa frente a la rotura a través del cimiento. De esta revisión se concluyó que era conveniente obtener más datos objetivos sobre la resistencia del cimiento para lo cual se definió un ensayo "in situ".

Los resultados de estos tres ensayos de carga "in situ" junto con los datos previos de tres testigos del contacto roca hormigón, obtenidos con sondeos inclinados y que se rompieron a compresión simple con carga vertical, permiten comparar la carga aplicada en los ensayos con la que produciría, con los parámetros de proyecto, el deslizamiento de la presa y también con la carga, obtenida con dichos parámetros, que produciría el hundimiento. Y se ve que las cargas reales son del orden del 50%, como mínimo, mayores que las esperables con las hipótesis de proyecto y, por lo tanto, la garantía actual de que los parámetros resistentes supuestos en proyecto son adecuados es hoy mayor que antes de realizar estos ensayos.

4. REFERENCIAS

M.Allende Álvarez, D.Cruz García, A.Soriano Martínez, A. Andrino Sigilo, D. Chuliá Sanz. *Presa de Enciso: condicionantes geológicos y geotécnicos del cimiento. Tratamiento de consolidación*. 6th International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams. Zaragoza. 2012

R.Fell, P. MacGregor, D. Stapledon, G. Bell. *Geotechnical Engineering of dams*. CRC Press. ISBN 041536440x

European Club of ICOLD (2004). *Working group on Sliding safety of existing gravity dams*. Final Report.

Rocha M. *"Mechanical Behavior of Rock Foundations in Concrete Dams"*. 8th ICOLD Congress, Mayo 1964.

Stone & Webster Engineering Corporation. *"Uplift pressures, shear strength and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams"*. EPRI TR-100345, Project 2917-05, August 1992.